

بررسی تاثیر صلبیت اتصالات بر روی رفتار ساختمان فولادی نامتقارن تحت بار جانبی

سجاد براری

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

S.barari@pgs.razi.ac.ir

امیر هوشنگ اخویسی

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

AHAKhaveissy@razi.ac.ir

کلید واژه‌ها: صلبیت اتصالات، ساختمان فولادی نامتقارن، تحلیل پوش‌آور، تحلیل دینامیکی غیرخطی، استاندارد ۲۸۰۰

چکیده

در دهه‌های اخیر محققان بسیاری در سراسر جهان به بررسی تاثیر اتصالات نیمه صلب بر رفتار سیستم‌های سازه‌ای فولادی پرداخته‌اند. در این مقاله اثر اتصالات نیمه صلب در ساختمان فولادی نامتقارن با سیستم قاب خمشی با استفاده از تحلیل پوش‌آور و تحلیل دینامیکی غیرخطی مطالعه شده است. در طراحی ساختمان تمام مقاطع به‌صورت بهینه براساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده، سپس با فرض صلبیت اتصالات در چهار حالت ۱۰۰٪، ۷۵٪، ۵۰٪ و ۲۵٪ تحلیل شده‌اند. از اهداف مهم در این مطالعه تعیین سطح عملکرد سازه فولادی با اتصالات نیمه صلب است. پارامترهای بررسی شده شامل پیوند طبیعی سازه، تاریخچه تغییر مکان، تاریخچه برش پایه، منحنی هیسترسیس، منحنی ظرفیت سازه و نقطه عملکرد است. نتایج نشان می‌دهد که کاهش صلبیت تا ۷۵٪ سبب بهبود رفتار سازه می‌شود و سطح عملکرد ایمنی جانی همچنان حفظ می‌گردد.

مقدمه

در تحلیل‌های متداول قاب‌های فولادی، اتصالات تیر به ستون به‌صورت یکی از دو حالت صلب کامل و یا مفصلی ایده‌آل فرض می‌شوند. با این وجود، اتصالات واقعی به‌طور متوسط بین دو شرایط حدی رفتار می‌کنند و دارای سختی غیرخطی می‌باشند (Kishi N et al. 2003). در واقع بیشتر اتصالات مورد استفاده در قاب‌های فولادی عادت به رفتار نیمه صلب دارند که می‌توانند به‌طور ذاتی در توزیع تمام نیروهای اعضاء شرکت کنند (Lee S and Moon T 2002).

چن (۱۹۹۴) مشخصات پاسخ دینامیکی قاب‌های نیمه صلب با سختی غیرخطی اتصال را مورد تحقیق قرار داد. این مطالعات تحلیلی نشان داد که در اثر بارگذاری زلزله سختی قاب کاهش پیدا می‌کند و فرکانس طبیعی قاب افزایش می‌یابد (Kishi N et al 2003). این تحقیقات به‌طور مداوم توسط محققان بسیاری در سراسر جهان به منظور ارائه روش کاربردی در تحلیل و طراحی قاب‌های نیمه صلب ادامه یافت (رهگذر و نمازی ۱۳۸۴)، (Cabrero and Bayo 2005)، (Degertekin and Hayalioglu 2004). در دهه‌های اخیر مطالعه‌ی سیستم‌های گوناگون و نقش اتصالات نیمه صلب بر رفتار آنها، مزایا و معایب آن توجه محققان زیادی را به خود جلب کرده است (رهگذر و نمازی ۱۳۸۴). با توجه به اهمیت این نوع اتصال، در این مقاله اثر اتصالات صلب و نیمه صلب در یک سازه فولادی نامتقارن فولادی به‌صورت سه‌بعدی مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. برای این منظور، اتصالات تیر به ستون در سیستم قاب خمشی به‌صورت نیمه صلب در نظر گرفته شده است. مدل انتخابی شامل ساختمان فولادی ۶ طبقه و نامتقارن است. در مطالعه این ساختمان از شتاب نگاشت‌های سه زمین‌لرزه شامل نورتریج، طبس و لوما پریتا استفاده شده است. این زمین لرزه‌ها دارای حداکثر شتاب و محتوای فرکانسی متفاوتی نسبت به همدیگر هستند. مشخصات مهم پاسخ دینامیکی سازه که در این مقاله بحث شده است شامل منحنی‌های هیسترسیس اتصالات نیمه صلب، تاریخچه تغییر مکان نقطه بام و تاریخچه برش پایه و همچنین در مورد تحلیل پوش‌آور منحنی‌های ظرفیت سازه و نقطه عملکرد آن می‌باشد. برای انجام تحلیل پوش‌آور و تحلیل دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار سپ ورژن ۱۶/۲ (Computer and structure 2013) استفاده شده است.

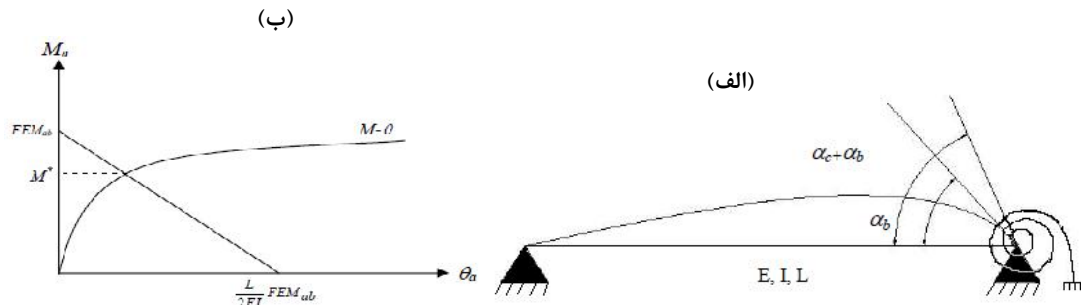
تئوری

وقتی درصد صلبیت اتصالاتی ۱۰۰٪ باشد، پس از تغییر شکل قاب، زوایای اولیه بین اعضا ثابت می‌ماند. در حالیکه در یک اتصال نیمه-صلب،



دوران اعضای مختلف، در محل اتصال، یکسان نیست. در این اتصالات، درصد صلبیت اتصال به صورت نسبت دوران اعضاء دو طرف اتصال نیمه- صلب تعریف می شود. اگر در اتصالی مطابق شکل ۱- الف، مشخصات تیر E, I, L و سختی دورانی اتصال K باشد، درصد صلبیت اتصال (R) به صورت رابطه (۱) تعریف می شود.

$$R = \frac{r_b}{r_c + r_b} = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{KL}} \quad (1)$$



شکل ۱- الف) تصویر شماتیک تیر با اتصال نیمه صلب ب) منحنی لنگر دوران یک اتصال نیمه صلب در تقاطع با خط تیر

استفاده از مفهوم "خط تیر" یکی از راه های بیان مفهوم درصد صلبیت اتصال است. بدین منظور در تیر ab، روابط (۲) و (۳) را در نظر می گیریم:

$$M_{ab} = \frac{4EI}{L} \theta_a + \frac{2EI}{L} \theta_b + FEM_{ab} \quad (2)$$

$$M_{ba} = \frac{4EI}{L} \theta_b + \frac{2EI}{L} \theta_a + FEM_{ba} \quad (3)$$

در صورت وجود تقارن در تیر رابطه (۴) حاکم است.

$$M_{ab} = \frac{4EI}{L} \theta_a - \frac{2EI}{L} \theta_a + FEM_{ab} \Rightarrow M_{ab} = \frac{2EI}{L} \theta_a + FEM_{ab} \quad (4)$$

که رابطه (۴)، معادله خط تیر ab خواهد بود. برای رسم نمودار آن مطابق شکل ۱- ب، نقاط برخورد آن با محورهای M_a و θ_a را بدست می آوریم که متناظر با اتصال مفصلی (R=0) و اتصال صلب (R=1) خواهند بود و منجر به رابطه (۵) می شود.

$$M_{ab} = 0.0 \Rightarrow \theta_a = -\frac{L}{2EI} \theta_a \cdot FEM_{ab} = 0.0 \Rightarrow M_{ab} = FEM_{ab} \quad (5)$$

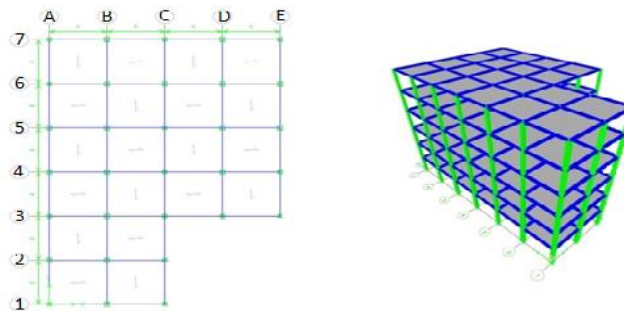
درصد صلبیت از رابطه (۶) بدست می آید (Rofooei F R et.al. 2006)

$$R = \frac{M^*}{FEM_{ab}} \quad (6)$$

سازه فولادی مورد مطالعه

سازه در نظر گرفته شده دارای شش طبقه به ارتفاع ۳۰۲ متر و از نوع فولادی است. کاربری تمام طبقات ساختمان مسکونی در نظر گرفته شده است (I=1). محل قرارگیری ساختمان شهر تهران است (A=0.35). همچنین مطابق شکل ۲ پلان معماری آن نامنظم می باشد. سیستم باربر

جانبی ساختمان در دو جهت قاب خمشی متوسط ($R=7$) میباشد. در طراحی سازه از مقاطع استاندارد IPB استفاده شده است. بارگذاری ثقلی سازه طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و بارگذاری لرزه ای آن طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم (مرکز تحقیقات و مسکن ۱۳۸۵) صورت گرفته است.



شکل ۲: پلان سازه مورد بررسی

طراحی، مدل سازی سازه و اتصالات

با توجه به بند ۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰ به دلیل نامنظم بودن ساختمان از تحلیل طیفی (شبه دینامیکی) در تعیین نیروهای زلزله طرح استفاده شده است. در این خصوص از طیف طرح استاندارد بهره گرفته شده و میرایی برابر ۵٪ لحاظ گردیده است. برش پایه بدست آمده از تحلیل طیفی طبق بند ۲-۴-۲-۴-۲ با برش پایه استاتیکی معادل مقایسه شده است. طراحی سازه توسط آیین نامه AISC-ASD89 (روش تنش مجاز و ضوابط شکل پذیری متوسط) که مطابقت خوبی با مبحث دهم مقررات ملی دارد، انجام گرفته است. ضمناً در تحلیل این سازه اثرات P- Δ نیز در نظر گرفته شده اند. در این سازه اتصالات به چهار صورت در نظر گرفته شده است.

الف) حالت تمام صلب: برای این حالت از گزینه بدون آزادسازی (No Release) استفاده شده است. این کار سبب می شود که نرم افزار تمامی اتصالات را بصورت صلب در نظر گیرد. ب) حالت نیمه صلب با ۷۵٪ گیرداری که برای این حالت از گزینه نیمه گیرداری (Partial Fixity) استفاده شده است. ج) حالت نیمه صلب با ۵۰٪ گیرداری که برای این حالت نیز مانند قسمت ب عمل شد. د) حالت نیمه صلب با ۲۵٪ گیرداری که برای این حالت نیز مانند قسمت ب عمل شد. مقادیر اختصاص یافته به این حالات در جدول ۱ مشخص شده است.

جدول ۱: مقادیر صلبیت اتصالات

مقاطع	صلبیت = ۲۵٪		صلبیت = ۵۰٪		صلبیت = ۷۵٪	
	$K_{x,x}$	$K_{y,y}$	$K_{x,x}$	$K_{y,y}$	$K_{x,x}$	$K_{y,y}$
IPB 140	۱۱۳۴۰۰۰	۴۱۲۱۲۵	۳۴۰۲۰۰۰	۱۲۶۳۳۷۵	۱۰۲۰۶۰۰۰	۳۷۰۹۱۲۵
IPB 160	۱۶۳۲۷۵۰	۵۸۲۷۵۰	۴۸۹۸۲۵۰	۱۷۴۸۲۵۰	۱۴۶۹۴۷۵۰	۵۲۴۴۷۵۰
IPB 180	۲۲۳۶۵۰۰	۷۹۲۷۵۰	۶۷۰۹۵۰۰	۲۳۷۸۲۵۰	۲۰۱۲۸۵۰۰	۷۱۳۴۷۵۰
IPB 200	۲۹۹۲۵۰۰	۱۰۵۰۰۰۰	۸۹۷۷۵۰۰	۳۱۵۰۰۰۰	۲۶۹۳۲۵۰۰	۹۴۵۰۰۰۰
IPB 220	۳۸۶۴۰۰۰	۱۳۵۴۵۰۰	۱۱۵۹۲۰۰۰	۴۰۶۳۵۰۰	۳۴۷۷۶۰۰۰	۱۲۱۹۰۵۰۰

معرفی مفاصل پلاستیک اختصاص یافته به سازه

در این تحقیق از مفاصل پلاستیک خودکار که در برنامه سپ ۲۰۰۰ قابل تعریف می باشند در تیرها و ستون های سازه استفاده شده است. برای تیرها از مفاصل خودکار خمشی M3 و برای ستونها از مفاصل خودکار P-M2-M3 استفاده شده است. شایان ذکر است پارامترهای این مفاصل با توجه به مشخصات مقطع مورد نظر، از جداول 5-6 موجود در آیین نامه FEMA-356 پیروی می کنند.

فرضیات تحلیل بار افزون و تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه

به منظور برآورد سطح عملکرد سازه از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) استفاده شده است (Baros and Almeida 2005). متعاقباً با استفاده از روش طیف ظرفیت آیین نامه ATC40 نقطه عملکرد سازه تعیین شده و خسارت وارده بر آن (جابه جایی نسبی طبقات و محل تشکیل مفاصل پلاستیک) مورد ارزیابی قرار گرفته تا سطح عملکرد آن تعیین گردد. طبق تعریف FEMA-356 در انجام تحلیل پوش اور برای بدست آوردن منحنی ظرفیت سازه دو الگوی مختلف در توزیع تغییر مکان های جانبی در ارتفاع سازه در نظر گرفته می شود. این الگوها عبارتند از

توزیع یکنواخت که متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود و توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی. این الگوهای بار پس از ترکیب بارهای ثقلی به سازه وارد شده اند (Kumar K et. al 2013).

طبق تحقیقات انجام شده در زمینه سازه با اتصالات نیمه صلب بزرگترین عیب این اتصالات در سیستم های قاب خمشی، تغییر مکان های بیش از حد آن ها بوده است. از اینرو بررسی این پارامتر در قالب تاریخچه تغییر مکان در یک گره خاص می تواند مفید واقع شود. از طرف دیگر تاریخچه برش پایه و منحنی هیسترسیس از جمله پارامترهای مهم دیگری در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها است. بنابراین تحلیل دینامیکی غیر خطی جزء اساس کار است، که در این مقاله به آن توجه شده است.

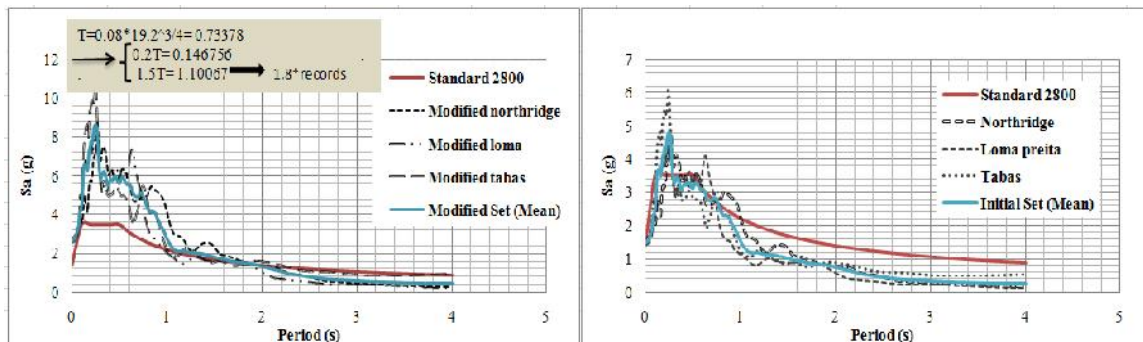
شتاب نگاشت‌های مورد استفاده

به منظور تحقیق در ظرفیت لرزه ای ساختمان مورد مطالعه از سه شتاب نگاشت مطابق با جدول ۲ استفاده است. برای مقیاس این شتاب نگاشت‌ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰ عمل شده است.

جدول ۲: شتاب نگاشت‌های مورد استفاده

زلزله	PGA (g)	PGV (cm/s)	بزرگا	فاصله از گسل (km)	عمق (km)
Northridge	۰.۴۸۹۸	۴۶.۵۱	۶.۶۹	۲۰.۷۲	۱۷.۵
Loma Preita	۰.۲۳۸۵	۱۹.۵۷	۶.۹۳	۲۰.۲۶	۱۷.۵
Tabas	۰.۸۱۲۸	۹۸.۲	۷.۳۵	۲۰.۰۵	۵.۸

طیف پاسخ تاریخچه رکوردهای زلزله که مقیاس شده‌اند بصورت نمودار در شکل ۳ قابل مشاهده است.



شکل ۳: مقایسه طیف پاسخ شتاب نگاشت های زلزله ورودی و مقیاس شده با استاندارد ۲۸۰۰

ارائه نتایج

پریود طبیعی سازه

پریود طبیعی ۵ مود اول سازه به عنوان یک پارامتر تاثیر گذار، در جدول ۳ نشان داده شده است.

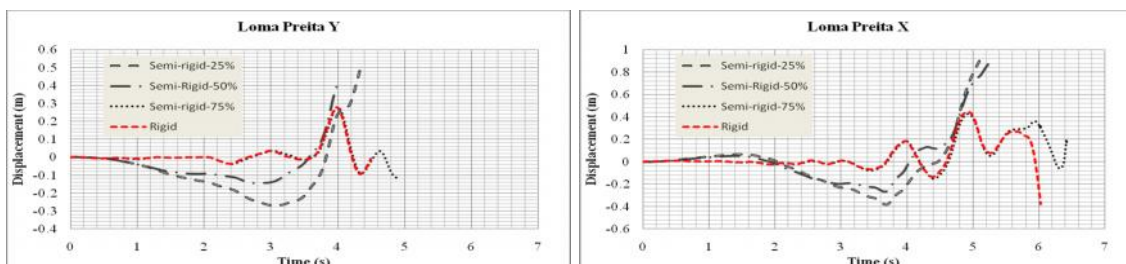
جدول ۳: زمان تناوب مودهای ساختمان در جهت شرقی-غربی

درصد گیرداری	زمان تناوب بر حسب ثانیه				
	مود اول	مود دوم	مود سوم	مود چهارم	مود پنجم
٪۱۰۰	۱.۱۹۹	۱.۱۷۴	۱.۱۰۵	۰.۴۵۸	۰.۴۴۵
٪۷۵	۱.۲۷۳	۱.۲۴۷	۱.۱۷۱	۰.۴۸۰	۰.۴۶۵
٪۵۰	۵.۳۰۹	۳.۹۱۶	۳.۷۹۵	۱.۲۸۹	۰.۹۷۶
٪۲۵	۱۱.۷۲۲	۵.۴۷۴	۴.۸۷۵	۱.۵۰۹	۱.۰۹۰

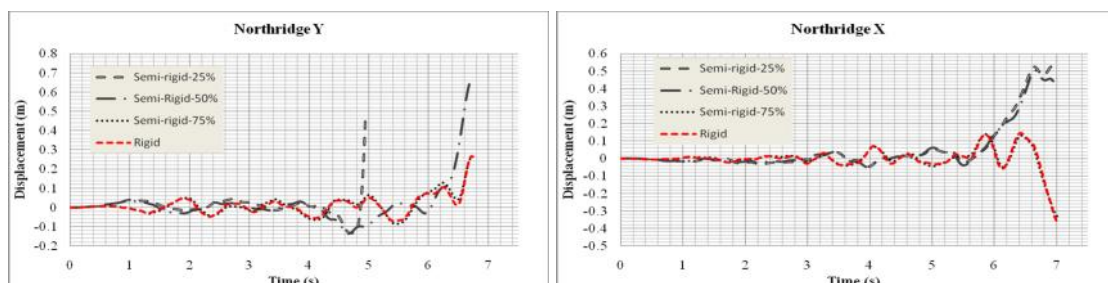
آنچه که از این نتایج برداشت می‌شود این است که در صلبیت‌های ۷۵٪ و ۱۰۰٪ تاثیر سه مود اول قابل ملاحظه است، یعنی مود پیچشی بطور کامل در ساختمان نقش دارد و علت آن نامتقارن بودن سازه است. در مودهای بعدی از زمان تناوب کاسته می‌شود. با کاهش صلبیت سازه پریودهای طبیعی افزایش می‌یابد.

تغییر مکان‌های جانبی

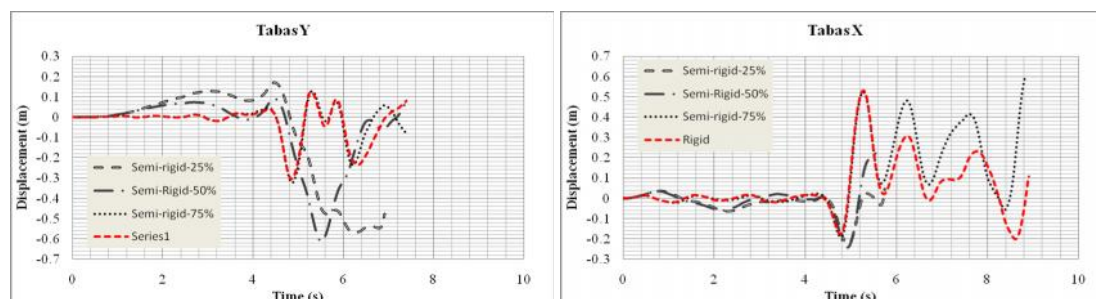
بررسی تاریخچه تغییر مکان جانبی گره مرکز جرم بام در اتصالات صلب و نیمه صلب می‌تواند ابزاری قوی در مقایسه صلبیت اتصالات باشد. بنابراین در اشکال ۴ الی ۶ نمونه‌هایی از تاریخچه تغییر مکانی گره مرکز جرم بام نشان داده شده است.



شکل ۴: تاریخچه تغییر مکان گره بام در جهت‌های X و Y زلزله Loma



شکل ۵: تاریخچه تغییر مکان گره بام در جهت‌های X و Y زلزله Northridge

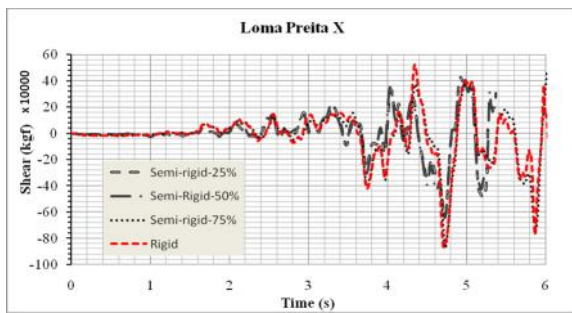
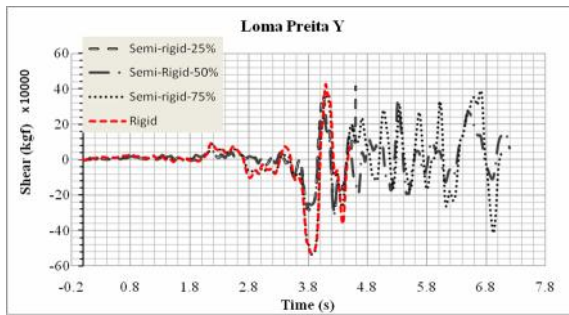


شکل ۶: تاریخچه تغییر مکان گره بام در جهت‌های X و Y زلزله Tabas

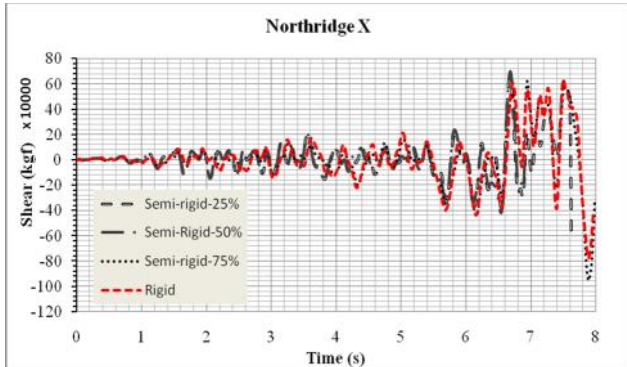
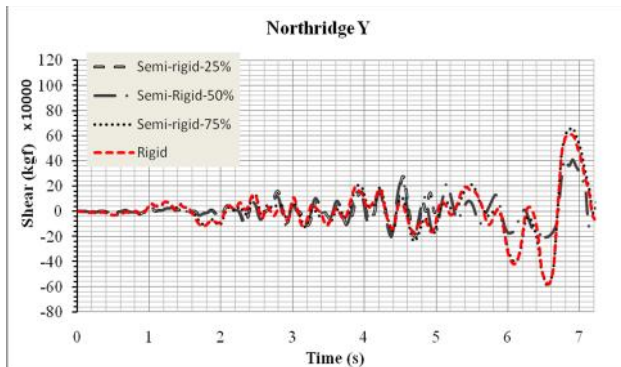
تاریخچه برش پایه

نیروهای جانبی زلزله بصورت نیروهای برشی در طبقات مختلف ساختمان‌ها اثر می‌کند به طوری که بیشترین نیروی برشی در طبقه پایین وارد می‌شود. در هنگام یک زمین لرزه بزرگ نیروهای جانبی چندین برابر مقادیر آیین‌نامه‌ها بوده و از حد برش جاری شدن تجاوز می‌نمایند. بنابراین بررسی تاریخچه زمانی برش در پایه ستون‌های طبقه اول برای سازه مورد مطالعه مناسب می‌باشد. در شکل‌های ۷ الی ۹ تاریخچه زمانی برش در پای نزدیک‌ترین ستون به نقطه مرکز جرم در طبقه اول نشان داده شده است.

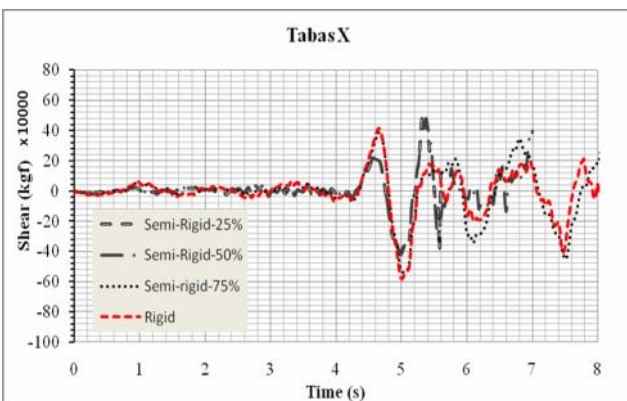
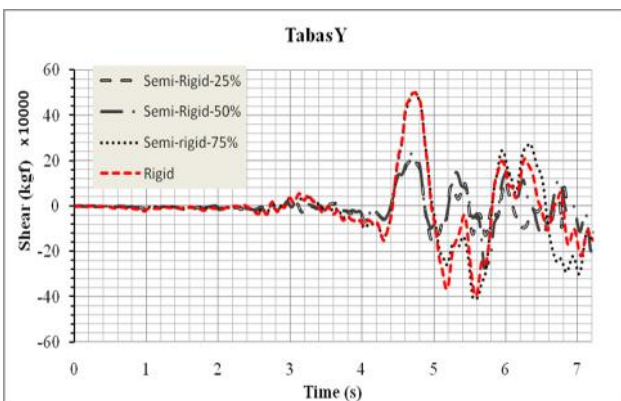




شکل ۷: تاریخچه برش پایه در جهت‌های X و Y زلزله Loma



شکل ۸: تاریخچه برش پایه در جهت‌های X و Y زلزله Northridge

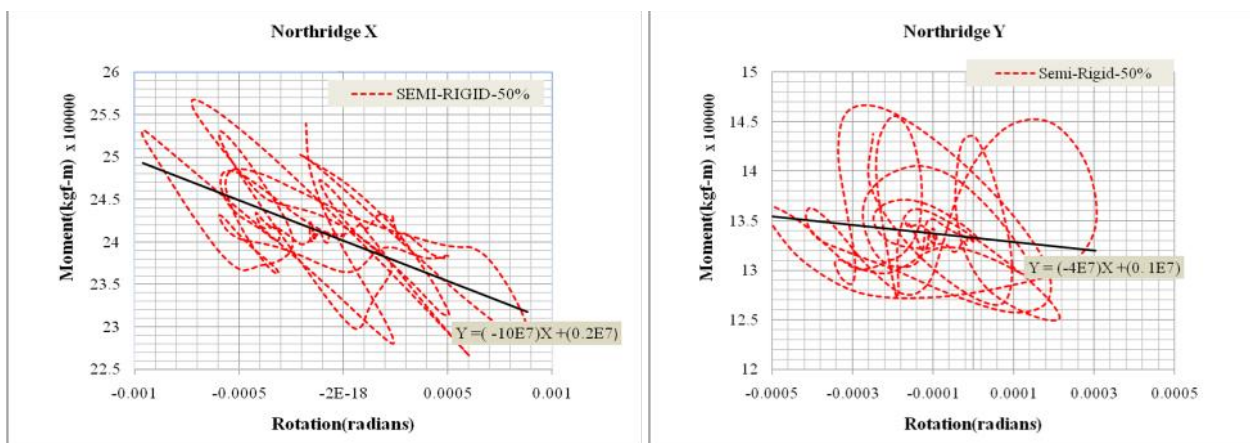


شکل ۹: تاریخچه برش پایه در جهت‌های X و Y زلزله Tabas

منحنی هیستریسیس

بررسی شکل منحنی‌های هیستریسیس برای کنترل رفتار المان‌هایی که در اثر زلزله وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند، می‌تواند مفید باشد. بنابراین در این بخش با استفاده از منحنی‌های هیستریسیس گره‌ی اتصال در محورهای 4-C از پلان و طبقه‌ی دوم به مطالعه‌ی تاثیر صلبیت اتصالات در ساختمان نامتقارن پرداخته شده است.

با ترسیم خط روند منحنی‌های هیستریسیس بصورت خطی (درجه ۱) در می‌یابیم که در یک اتصال با صلبیت مشخص، جهت X (شرقی-غربی) ساختمان نسبت به جهت Y دارای شیب بیشتری است. بنابراین می‌توان گفت که سختی جهت X بیشتر از جهت Y است. از طرفی با افزایش صلبیت اتصالات از ۲۵٪ تا کاملاً صلب اختلاف میان نسبت سختی x به Y افزایش می‌یابد. به عنوان نمونه شکل ۱۰ و جدول ۴ به ترتیب خط روند منحنی‌های هیستریسیس و معادلات خطی و نسبت اختلاف سختی‌ها را نشان می‌دهند.



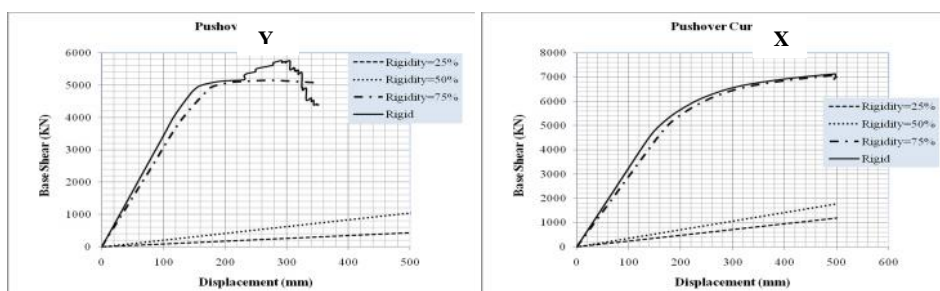
شکل ۱۰: خط روند و معادله‌ی آن در منحنی‌های هیسترسیس مربوط به اتصالات با ۵۰٪ صلبیت

جدول ۴: معادله خط روند و نسبت سختی

صلبیت	معادله خط روند	جهت	نسبت سختی (شیب)
25%	$Y = (-6E7)X - (0.4E7)$	X	1.2
	$Y = (-5E7)X + (0.1E7)$	Y	
50%	$Y = (-10E7)X + (0.2E7)$	X	2.5
	$Y = (-4E7)X + (0.1E7)$	Y	
75%	$Y = (-40E7)X - (0.4E7)$	X	2.0
	$Y = (-20E7)X + (0.1E7)$	Y	
100%	$Y = (-50E7)X - (0.4E7)$	X	25.0
	$Y = (-2E7)X + (0.1E7)$	Y	

منحنی‌های ظرفیت

یکی از نتایج مهم تحلیل بار افزون، منحنی ظرفیت سازه است. پس از اعمال صلبیت‌های موردنظر در اتصالات و انجام تحلیل پوش آور بر روی سازه، منحنی‌های ظرفیت حاصل شدند. بررسی این منحنی‌ها در شکل ۱۱ نشان می‌دهد که صلبیت‌های ۷۵٪ و ۱۰۰٪ بسیار به یکدیگر نزدیک هستند. این قضیه در مورد صلبیت‌های ۲۵٪ و ۵۰٪ نیز مشهود است. بنابراین اختلاف میان بازه‌ی ۵۰٪ و ۷۵٪ زیاد است. با کاهش صلبیت سازه کمتر وارد ناحیه غیرخطی می‌شود، این موضوع بدان معناست که از ظرفیت کامل سازه استفاده نمی‌شود و در واقع با کاهش ظرفیت در سازه مواجه هستیم، این موضوع می‌تواند نوعی ناپایداری در ساختمان ایجاد نماید. جنبه مثبت این موضوع آن است که در زلزله‌های شدید صلبیت‌های کم وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و در جذب انرژی و ظرفیت پلاستیک سازه کمک می‌کند. کاهش صلبیت در اتصالات، با کاهش سختی همراه است، بطوریکه صلبیت ۲۵٪ دارای کمترین سختی در بین سایر صلبیت‌ها است.

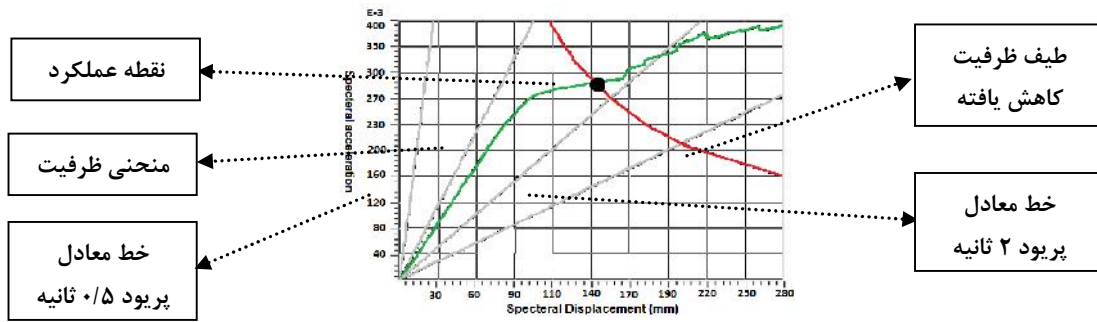


شکل ۱۱: منحنی‌های ظرفیت سازه در جهت X (شرقی- غربی) و Y (شمالی- جنوبی) تحت الگوی بار یکنواخت

نقطه عملکرد و مفصل پلاستیک در سازه

هر الگوی بار جانبی منجر به یک نقطه عملکرد در سازه می‌شود. از میان الگوهای بارجانبی وارده، الگوی باری که موجب بحرانی‌ترین وضعیت در سازه می‌شود، انتخاب شده است. در این تحقیق بحرانی‌ترین نقطه عملکرد مربوط به الگوی بار یکنواخت در جهت مثبت Y است که پس از ترکیب بار ثقیل PUSHG1 به سازه وارد شده است. در شکل ۱۲ این نقطه عملکرد نمایش داده شده است.





شکل ۱۲- نقطه عملکرد سازه مورد نظر

مفاصل پلاستیک سازه: با کاهش صلبیت سازه سطح عملکرد ساختمان در الگوهای بارگذاری از نوع یکنواخت و طیفی که در جهات منفی و مثبت امتداد X می باشند، مفاصل پلاستیک تشکیل شده در تیرها و ستون ها از سطح عملکرد استفاده بی وقفه (IO) بالا تر نمی روند، تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در ستون ها خیلی کمتر می باشد و بیشتر آن در طبقه همکف و در پای ستون ها رخ داده است. در طبقات دوم و سوم تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده نسبت به طبقات تحتانی خیلی کمتر است.

در مورد الگوهای بارگذاری یکنواخت و طیفی که در جهات منفی و مثبت امتداد Y می باشد، مفاصل پلاستیکی که در ستون ها تشکیل شده است، از ایمنی جانی (LS) بالاتر نرفته اند.

بحرانی ترین مفصل پلاستیک در نقطه عملکرد سازه مربوط به سازه کاملاً صلب بوده و در محدوده ایمنی جانی است. بنابراین می توان گفت کاهش صلبیت، حداقل سطح عملکرد استاندارد ۲۸۰۰ را ارائه می دهد.

نتیجه گیری

در این مقاله به ارزیابی اتصالات نیمه صلب در ساختمان فولادی نامتقارن پرداخته شد. خلاصه نتایج بدست آمده در زیر بیان شده است:

۱. با کاهش صلبیت اتصالات، زمان تناوب سازه نامتقارن افزایش می یابد.
۲. با کاهش صلبیت اتصالات، درصد مشارکت مودهای بالاتر افزایش یافته بنابراین در سازه های نامتقارن با اتصالات نیمه صلب تعداد مودهای موثر در سازه نسبت حالت صلب بیشتر است. این موضوع در طراحی سازه می تواند نقش مهمی ایفا کند.
۳. با کاهش صلبیت اتصالات، تغییر مکان های سازه نامتقارن افزایش یافته و از سویی نیز تعداد پیک های رفت و برگشتی در تاریخچه تغییر مکان کاهش می یابد.
۴. با توجه به تاریخچه تغییر مکان سازه نامتقارن، با افزایش شدت زلزله رفتار اتصالات نیمه صلب مناسب تر شده بطوریکه کاهش می یابد.
۵. با کاهش صلبیت اتصالات، برش پایه در ساختمان نامتقارن کاهش می یابد.
۶. با افزایش صلبیت اتصالات، میزان دوران گره ها کمتر شده و از مقاومت نهایی نیز کاسته می شود.
۷. با افزایش صلبیت اتصالات، نمودارهای هیسترسیس لاغرتر می شوند و تعداد چرخه های منحنی کاهش می یابد. بنابراین جذب انرژی در اتصالات کمتر می شود و شکل پذیری اتصالات کاهش می یابد.
۸. منحنی های پوش اور در حالت صلبیت ۲۵٪ و ۵۰٪ بصورت خطی عمل کرده اند. بنابراین کاهش صلبیت رفتار سازه را به سمت رفتار خطی سوق می دهد.
۹. منحنی ظرفیت در حالت صلبیت ۷۵٪ تقریباً با صلبیت ۱۰۰٪ برابر است. بنابراین کاهش صلبیت تا ۷۵٪ در سازه نامتقارن علاوه بر اینکه صرفه اقتصادی دارد، از جهاتی سبب بهبود رفتار سازه می شود.
۱۰. با کاهش صلبیت اتصالات، مفاصل تشکیل شده در نقطه عملکرد سازه همچنان ایمنی جانی (LS) را حفظ می کند. بنابراین طراحی سازه مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ در مورد اتصالات نیمه صلب منجر به سطح عملکرد ایمنی خواهد شد.

مراجع

رهگذر ر و نمازی (۱۳۸۴). ارائه روش کاربردی جهت تحلیل غیرخطی سازه ها با اتصالات نیمه گیردار، اولین همایش بین المللی زلزله و سبک سازی ساختمان. دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه قم، ص ۲۱۰-۲۱۶

- Applied Technology Council, ATC-40 (1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of concrete buildings*, Volume 1-2. Redwood City, Claifornia
- Barros R C, and Almeida R (2005) Pushover analysis of asymmetric three-dimensional building frames. *J. of civil engineering and management*; 9: 3-12
- Cabrero j and Bayo E (2005). Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. *Journal of Engineering structures*, 1125-1137
- Computers and Structures (2013) Inc. SAP2000, version 16.2, Integrated structural analysis and design software. Berkeley, CA
- Degertekin S and Hayalioglu M (2004) Design of non-linear semi-rigid steel framers with semi-rigid column bases. *Electronic journal of Structural Engineering*. 1-16
- Kishi N, Komuro M and Chen W (2003) Seismic response analysis of steel frame with mixed use of rigid and semi-rigid connections. University of Hawaii, USA. 527-532.
- Kumar M, Stafford PJ, Elghazouli AY (2013) Seismic shear demands in multi-storey steel frames designed to Eurocode 8, *Engineering Structures*, Vol:52, 0141-0296, Pages:69-87
- Lee S and Moon T (2002) Moment-rotation model of semi-rigid connections with angles. *Journal of Engineering structures*, 227-237
- Rofooei FR , Attari NKA, Rasekh A and Shodja AH (2006) Comparison of static and dynamic pushover analysis in assessment of the target displacement. *International Journal of Civil Engineering*, 4(3):212-225